

# NGHIÊN CỨU PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN VÀ THIẾT KẾ MÓNG CỌC XI MĂNG - ĐẤT KẾT HỢP VỚI MÓNG BÈ CHO CÔNG TRÌNH CAO TẦNG LOẠI I

RESEARCH ON CALCULATING METHODS AND DESIGNING FOR SOIL CEMENT PILE FOUNDATION IN COMBINATION WITH RAFT FOUNDATION FOR HIGH BUILDING TYPE 1

SVTH: LÂM QUỐC THÔNG

Sinh viên khoa XDDD&CN, Trường Đại học Bách khoa, ĐHQĐ

CBHD: KS. NGUYỄN THẠCH VŨ

Khoa XDDD&CN, Trường Đại học Bách khoa, ĐHQĐ

## Tóm tắt

Đề tài nghiên cứu và đưa ra phương pháp tính toán móng Cọc Xi Măng – Đất kết hợp với Móng bè cho các công trình dân dụng vừa và cao tầng loại 1 (9-16 tầng) trên cơ sở kết hợp lý thuyết tính toán của các tác giả trong, ngoài nước và ứng dụng phần mềm ETabs V9.14. Kết quả nghiên cứu nếu được mở rộng và áp dụng vào thực tế sẽ góp phần hạ thấp giá thành xây dựng công trình và giải tỏa được cơn sốt giá cả nguyên vật liệu hiện nay.

## Abstract

This major is carried out to do a research on Soil Cement Pile and to propose the calculating methods for them. Basing on combining the theory of authors outside and inside the country as well as applying the ETabs V9.14 software. This research result will make contribution to reducing the construction price and solve the current materials and raw materials price fever if it is specifically studied and applied into the practice

## 1. Mở đầu

Cùng với sự phát triển nhanh chóng của nền kinh tế, thị trường xây dựng ở Việt Nam từ bao giờ đã trở nên nóng bỏng với hàng loạt các công trình cao tầng mọc lên nhanh chóng ở các khu đô thị lớn. Theo đó các công nghệ móng cọc nhồi, cọc cát, cọc ép đã được khai thác sử dụng triệt để đến nỗi kéo theo đó là sự hạ giảm giá thành thi công xây dựng trong khi giá nguyên vật liệu vẫn tiếp tục tăng với tốc độ chóng mặt làm cho các nhà thầu và chủ đầu tư đều chịu nhiều tổn thất.

Không những thế các công nghệ cọc ép, cọc nhồi tuy có sức chịu tải rất lớn nhưng bên cạnh đó nó cũng bộc lộ những nhược điểm cũng rất lớn, Có nhiều chi phí tốn kém phụ theo, giá thành cao, mất nhiều thời gian thi công, gây ô nhiễm môi trường, sinh thái xung quanh, dễ xảy ra sự cố trong quá trình thi công.

Chính vì thế mà một công nghệ mới đã được nghiên cứu và đang được áp dụng rộng rãi ở nhiều nơi trên thế giới. Đó chính là công nghệ Cọc Xi Măng - Đất.

So với các công nghệ móng cọc khác, công nghệ móng cọc xi măng đất tỏ ra có hiệu quả kinh tế hơn nhiều bởi nó có thể tận dụng nguồn nguyên liệu tại chỗ ngay dưới chân công trình. Đặc biệt nó chính là một giải pháp vô cùng hợp lý cho các nền đất yếu mà trong đó vùng Đồng Bằng Nam Bộ của nước ta chính là một điển hình.

## 2. Tổng quan

Ở Nhật Bản, công nghệ này được nghiên cứu đầu tiên bởi giáo sư Tenox Kyushu của đại học Tokyo vào những năm 60 của thế kỉ trước. Trên cơ sở chấp nhận quan điểm xem khối Cọc Xi Măng - Đất như một cọc cứng ông đã đưa ra các công thức tính toán sức chịu tải của khối Cọc Xi Măng - Đất như đối với cọc bê tông cốt thép bên cạnh một số công thức thực

nghiệm, tất cả các công thức đó đều dựa trên cơ sở thí nghiệm và quan sát thực tế các công trình mà ông đã thiết kế .

Mở rộng ra khi móng cọc vừa kết hợp với móng bè bên trên sẽ tạo thành một móng khối hỗn hợp có tác dụng phân phối lại tải trọng của công trình xuống các đầu cọc. Sự kết hợp đó tạo thành một Móng Bè Cọc mà có sức chịu tải và tính ổn định rất cao cho công trình .

Theo Carsten Ahner và Dmitri Sukhov thì so với móng cọc nó có ưu điểm hơn về độ sâu hạ cọc bởi nó không cần thiết phải xuyên qua hết lớp đất sét yếu để chống lên lớp đất tốt mà có thể dừng ở cao trình bên trên . Vì thế so với móng cọc với chiều dài cọc lớn thì nó sẽ lún nhiều hơn nhưng vẫn đảm bảo được giới hạn cho phép , và hiển nhiên là nó sẽ lún ít hơn nhiều so với móng bè. Chính vì vậy mà móng bè cọc đã được sử dụng rất thành công ở Frankfurt ( Cộng hòa liên bang Đức ) và nhiều nơi khác trên thế giới , ở những nơi mà nền đất có lớp trầm tích sét tồn tại với chiều sâu quá lớn .

Nhược điểm lớn nhất của móng bè cọc chính là việc tính toán rất phức tạp do chúng ta khó mà đánh giá chính xác sự phân chia nội lực giữa bản sàn đáy (Bè) và cọc và biến dạng của khối móng này (độ lún) sẽ được tính toán như thế nào là hợp lý .

Trên cơ sở kết hợp lý thuyết tính toán của giáo sư Tenox Kyushu với lý thuyết móng cọc bê tông cốt thép để tính toán kiểm tra điều kiện cường độ của Cọc Xi Măng - Đất, đồng thời giải quyết bài toán tính toán nội lực bản đáy trên cơ sở kết hợp lý thuyết Mô Hình Nền Winkler và phần mềm Etabs V9.14

### 3. Cơ sở khoa học để thiết kế Móng Bè trên nền Cọc Xi Măng Đất :

#### 3.1. Quan điểm tính toán :

Việc tính toán Cọc Xi Măng - Đất được tiến hành ngược lại so với tính toán cọc bê tông cốt thép tức là ta sẽ lựa chọn trước số lượng và chiều dài của cọc sau đó đi kiểm tra xem với lựa chọn đó thì có đảm bảo được khả năng chịu lực hay không .

Chấp nhận giả thiết rằng cọc xi măng đất chỉ chịu tải trọng thẳng đứng còn toàn bộ tải trọng ngang sẽ do toàn bộ bè bên trên nó tiếp thu rồi truyền cho xung quanh .

Khi tính toán và kiểm tra biến dạng (độ lún) của nền đất bên dưới ta sẽ kết hợp so sánh giữa các phương pháp: Xuất trực tiếp kết quả chuyên vị của các gối tựa đàn hồi từ phần mềm Etabs hay tính toán biến dạng của móng theo nguyên tắc khối móng quy ước bằng nhiều công thức (Công thức của Giáo sư Brom ,hoặc một vài công thức khác) sẽ được đề cập trong phần tính toán bên dưới .

#### 3.2. Tính toán và kiểm tra cường độ cho Cọc Xi Măng – Đất :

Việc tính toán và kiểm tra sẽ được tiến hành cho 2 điều kiện sau :

$$q_p = \mu_p \cdot q_{max} \leq f_c$$

$$R_a = \min( R_{a1}, R_{a2} ) \geq \sum N$$

- Trình tự tính toán:

. Chọn trước chiều dài cọc , đường kính cọc và cả số lượng cọc bố trí  $n_x, n_y$  .

. Xác định hệ số tập trung ứng suất  $\mu_p = \frac{n'}{[1 + (n'-1).a_p]}$  (công thức thực nghiệm)

$L_b, B_b$  : Kích thước (theo phương X,Y) của bản đáy quy ước nằm trên đầu cọc

$L, B$  : Kích thước (X,Y) của phần diện tích bản đáy truyền xuống khối cọc .

$A_f = L.B$  : Diện tích bản đáy truyền xuống khối móng cọc .

$A_b = L_b.B_b$  : Diện tích của bản đáy quy ước nằm trên đầu cọc .

$$n' = \frac{E_p \cdot (\lambda_L + n_{12})}{E_1 \cdot (\alpha_1 \cdot \lambda_L + n_{p2})} : \text{Hệ số phân bổ ứng suất} ; a_p = \frac{\sum A_{col}}{A_f} .$$

$$\alpha_1 = \frac{(1 - \nu_1)}{(1 + \nu_1).(1 - 2.\nu_2)} : \text{ Là hệ số kể đến sự tăng lên của Môđun Biến dạng theo hướng}$$

thẳng đứng được sinh ra bởi sự hạn chế của mặt phẳng bên thân cọc

$$\lambda_L = \frac{H_1}{B_p} : \text{ Với } H_1 \text{ là chiều dày của lớp đất thứ nhất bao quanh cọc .}$$

$B_p$  : Bề rộng theo hướng lân cận gần hơn của phần tử cọc mở rộng

$E_1, E_2, E_p$  : Môđun biến dạng trung bình của lớp đất 1 và lớp 2 ( Xem như lớp đất 1 chính là toàn bộ các lớp đất mà cọc đi qua, còn lớp đất 2 là lớp đất bên dưới mũi cọc), Môđun biến dạng của cọc Xi Măng - Đất được xác định theo thí nghiệm .

$$n_{12} = \frac{E_1}{E_2} ; n_{p2} = \frac{E_p}{E_2} : \text{ Các hệ số tính toán .}$$

$\nu_1 = \nu_2 = 0,3$  : Hệ số Poisson trung bình của lớp 1 và lớp 2 .

. Tính toán được cường độ ứng suất nén sinh ra trên khối móng cọc mở rộng:

$$q_p = \mu_p \cdot q_{\max} = \mu_p \cdot \frac{\sum N}{A_f} \text{ Dem so sánh với } f_c$$

. Tính tổng cường độ chịu tải giới hạn của khối móng cọc đang thiết kế trong trường

$$\text{hợp tính toán cho cả nhóm cọc } R_{a1} = \frac{1}{F_s} \cdot \left( \frac{q_d \cdot A_b}{\eta} + \sum (\tau_i \cdot h_i) \cdot L_s \right)$$

$F_s = 2 \div 3$  : Là hệ số an toàn ;  $\eta$  : Là hệ số kể đến sự bố trí cọc không hoàn toàn .

$q_d$  : Là Ứng suất tới hạn của gôi tựa thẳng đứng tại mũi của cọc quy ước .

$$q_d = i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B_b \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot Z \cdot N_q \quad (i_c = i_\gamma = i_q = 1)$$

$\alpha, \beta$  : Hệ số cường độ áp lực gôi tựa phụ thuộc vào nền đất .

$c$  : Lực dính kết của lớp đất tại vị trí mũi cọc quy ước .

$N_c, N_\gamma, N_q$  : Hệ số tra bảng phụ thuộc vào góc nội ma sát của lớp đất tại mũi ( tương tự như phần tính toán sức chịu tải của cọc bê tông cốt thép)

$Z$  : Cao trình của mũi cọc so với nền tự nhiên ;  $\gamma_1 = \gamma_{\text{đầy nổi1}}$ ;  $\gamma_2 = \gamma_{\text{đầy nổi2}}$  .

$\sum \tau_i \cdot h_i$  : Cường độ ma sát hông xung quanh khối cọc mở rộng .

Ở đây khác với cọc bê tông cốt thép  $\sum \tau_i \cdot h_i$  là giá trị xác định theo công thức thực nghiệm và nó chỉ gần đúng khi giá trị  $N$  ( SPT ) còn thấp tức là ở chiều sâu thấp , càng xuống sâu khi giá trị  $N$  ( SPT ) tăng lên thì nó không còn chính xác nữa .

(Giá trị  $N_{trb}$  gần bằng trung bình cộng của giá trị  $N$  trên vị trí đó 1D và dưới 1D) .

$$\text{Đối với nền đất cát thì } \tau_{di} = \frac{10 \cdot N}{l} ; \text{ Đối với nền đất sét , bùn thì } \tau_{di} = \min ( c , N ) .$$

$l$  : Năng lượng ma sát trên thân cọc ống thép xi măng đất . Tuy nhiên ở đây áp lực gôi tựa của khối không gây ra ma sát này nên  $l = 1$  ( Nếu có thì nó sẽ làm giảm  $\tau_{di}$  )

$L_s$  : Chu vi khối cọc quy ước và tính gần đúng như sau

$$L_s = (2.n_x + 2.n_y) \cdot 0,5\pi \cdot D_p - \pi \cdot D_p \quad (D_p : \text{ đường kính cọc xi măng đất}) .$$

$$\text{. Sức chịu tải của khối cọc mở rộng khi tính toán với cọc đơn } R_{a2} = \frac{n \cdot R_{\sin gle}}{F_s}$$

Áp lực gôi tựa thẳng đứng của một cọc đơn  $R_{\sin gle}$  được tính theo công thức thực nghiệm sau : Đối với nền đất cát thì  $R_{\sin gle} = 75 \cdot N_{trb} \cdot A_p + \Phi \cdot \sum \tau_{di} \cdot h_i$  .

Đối với nền đất sét , bùn thì  $R_{\sin gle} = 6 \cdot c \cdot A_p + \Phi \cdot \sum \tau_{di} \cdot h_i$

$c, \Phi, A_p$  : Lực dính kết của đất tại mũi cọc, chu vi, diện tích của một cọc đơn .

$N_{trb}$  : Chỉ số SPT trung bình của đất tại vị trí mũi cọc ( Cách lấy như ở trên )

$F_s = 2$  : Là hệ số an toàn và  $n$  : là tổng số cọc trong khối đang tính toán .

Kiểm tra điều kiện  $R_a = \min (R_{a1}, R_{a2}) \geq \sum N$

### 3.3. T toán và kiểm tra Cọc Xi Măng – Đất theo điều kiện biến dạng :

#### 3.3.1. Theo phương pháp của Giáo sư Brom :

Với bản chất cũng là một dạng của gia cố nền nên việc phân tích , tính toán độ lún ở đây về cơ bản có thể dựa trên nguyên tắc tính toán lún của cọc gia cố nền mà phương pháp tính toán thông dụng nhất hiện nay chính là phương pháp tính lún do giáo sư Broms đề xuất .

Độ lún của khối móng cọc được tính theo công thức sau :  $S = S_1 + S_2$

$S_1$  là độ lún bản thân của khối cọc gia cố ( Xét đến Biến dạng của cọc ) .

$$S_1 = \frac{q \cdot \Delta H_i}{E_{tb}} = \frac{q \cdot \Delta H_i}{a \cdot E_p + (1-a)E_s}$$

$q$  : Tải trọng phân bố của công trình ( KN/m<sup>2</sup> ) .

$\Delta H_i$  : Chiều sâu của lớp đất thứ  $i$  mà khối cọc đi qua (m).

$a = \frac{n \cdot A_c}{B \cdot L}$  : Tỉ số giữa tổng diện tích cọc gia cố với diện

tích khối gia cố .

$n$  : Tổng số cọc ;  $A_p$  là diện tích tiết diện cọc

$B, L$  là kích thước khối gia cố .

$E_p, E_s$  : Môđun biến dạng của vật liệu cọc và của đất nền mà cọc đi qua

$S_2$  là độ lún của khối đất bên dưới mũi cọc được tính toán theo nguyên lý cộng lún từng lớp như độ lún tiêu chuẩn với độ dốc ở đây là 2:1 . Và điều đó có nghĩa là diện tích khối móng quy ước tăng lên làm tải trọng truyền xuống sẽ giảm đi .

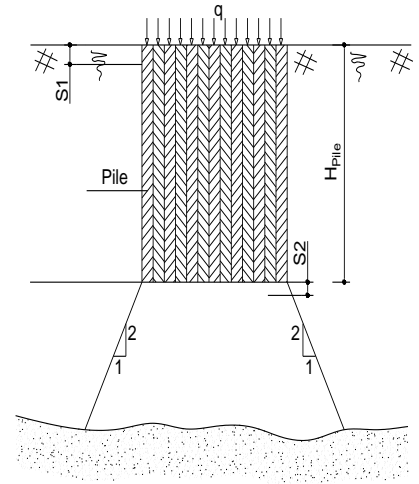
Trên thực tế độ lún của móng bè cọc tính theo phương pháp này là rất lớn . Đó là do ta đã bỏ qua sự làm việc của Bản đáy . Khi bản đáy có tham gia vào thì việc tính lún cho các khối cọc gia cố một cách độc lập sẽ không còn phù hợp nữa bởi vì lúc này lực từ chân cột truyền xuống sẽ không chỉ do mình khối cọc ở ngay dưới nó nhận hoàn toàn mà nó đã có sự phân phối lại tải trọng .

#### 3.3.2. Theo phương pháp phân tử hữu hạn trên cơ sở ứng dụng phần mềm ETabs

Theo như trên đã phân tích thì mô hình tính toán móng bè cọc mà ta sử dụng ở trên chính là mô hình Nền đàn hồi Winkler . Theo đặc điểm của mô hình Winkler thì chuyển vị độc lập tại các gối tựa dưới phạm vi chịu tải cũng chính là độ lún của nền tại những vị trí đó . Như vậy ta có thể xem như chuyển vị của gối đàn hồi chính là độ lún của nền đất bên dưới Móng bè cọc . Mặt khác cọc vừa do được chế tạo từ vật liệu chính là xi măng và đất ngay dưới chân của móng nên tính biến dạng của cọc là rất lớn , do đó ở đây ta cần xác định thêm biến dạng của cọc vừa là  $S_2'$  , Nó cũng được xác định tương tự như  $S_1$  của phần tính toán độ lún của khối gia cố ở trên . Kết hợp hai độ lún trên ta sẽ có được độ lún cuối cùng .

### 3.4. Tính toán bản đáy

Việc giải bài toán bản trên nền đàn hồi bằng tay là một điều hết sức phức tạp cho dù trường hợp tải trọng tác dụng có đơn giản như thế nào . Bởi vì áp lực đất nền tác dụng lên bản đáy phân bố không đều . Áp lực phân bố đó phụ thuộc rất nhiều vào độ cứng của bản đáy . Theo kết quả thực nghiệm cho thấy độ cứng của bản đáy càng lớn thì áp lực phân bố lên bản đáy càng phân bố đều đặn hơn và lúc này mô hình làm việc của nó càng giống như một bản sàn lật ngược lại hơn chịu tác dụng của tải trọng phân bố bằng áp lực của nền đất .



Ứng dụng phần mềm Etabs mà ta có thể xác định được nội lực của bản. Với nội lực có được ta tiến hành tính toán cốt thép cho bề như đối với một sàn nằm lật ngược lại vậy.

### 3.5. Ứng dụng tính toán cho công trình thực tế :

Công trình được tính toán ở đây là móng của công trình Vĩnh Trung Plaza với sơ đồ bố trí cọc như hình vẽ

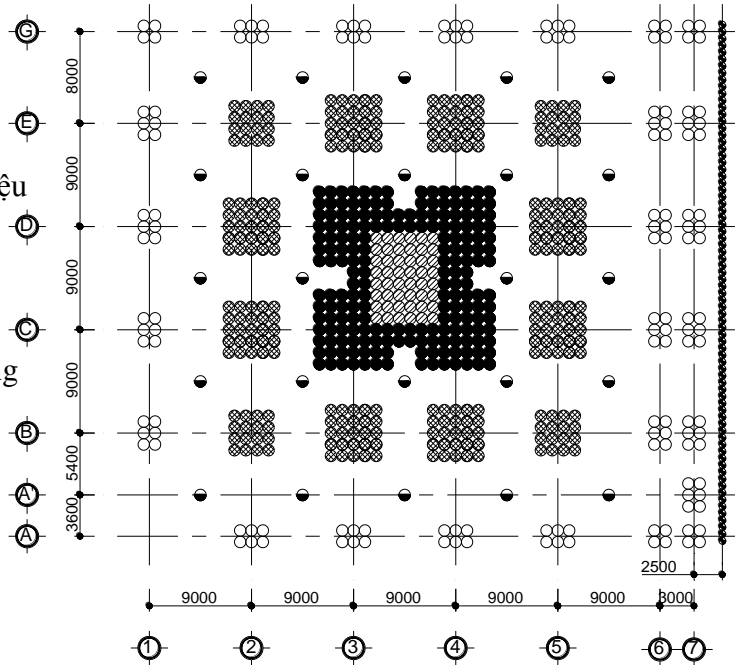
Chọn cường độ chịu nén giới hạn của mẫu thử  $F_c = 2500 \text{ KN/m}^2$ .

Do đó cường độ thiết kế sẽ là :

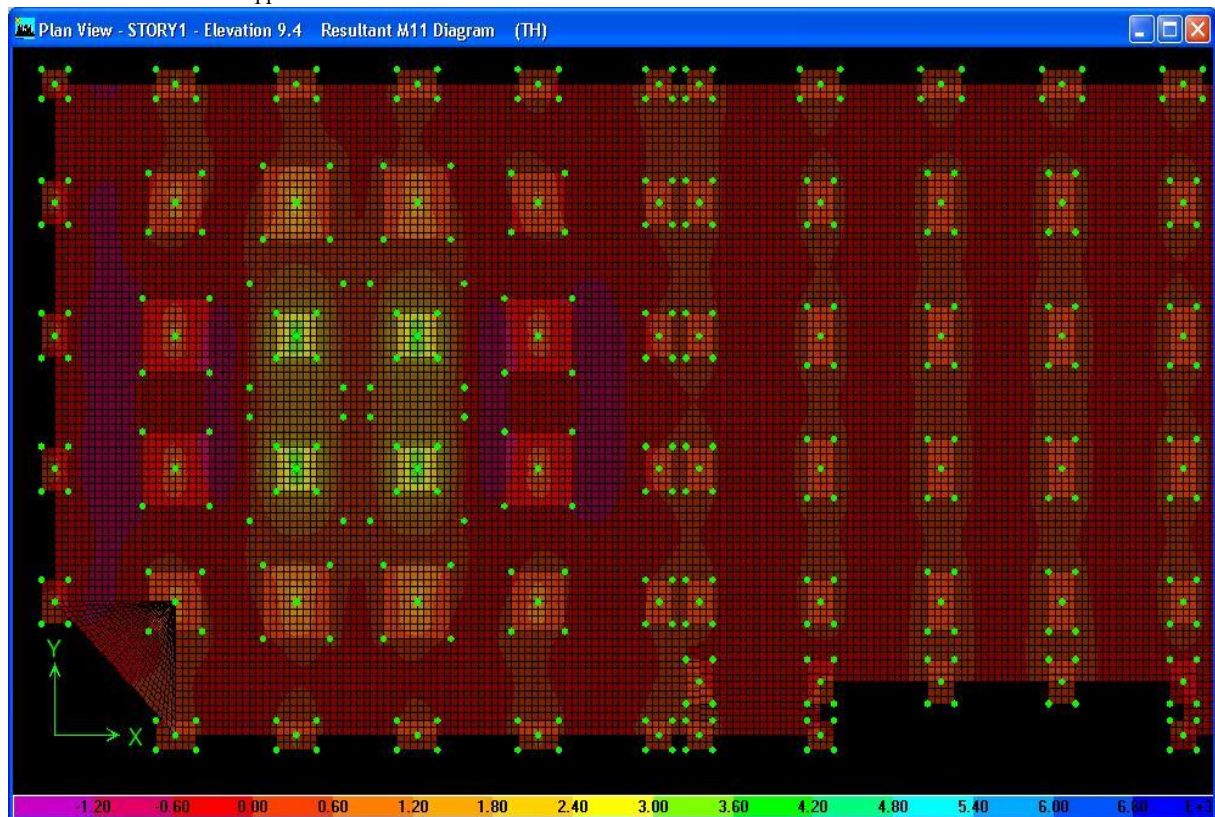
$$f_c = \frac{F_c}{3} = \frac{2500}{3} = 830 \text{ KN/m}^2$$

Kết quả tính toán cho các số hiệu khối cọc được thể hiện trong bản tính như bên dưới. Trong đó :

F77, F55 ... : Là số hiệu cọc mà tại đó có bố trí số cọc theo phương OX là 7; 5 cọc và theo phương OY là



Biểu đồ Momen  $M_{11}$



Kí hiệu	$\Sigma N$ (KN)	$q_L$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	$R_{a1}$ (KN)	$R_{single}$ (KN)	$R_{a2}$ (KN)	R dùng để kiểm tra	
F77	135514	418	3111.2	434991.1	3284.8	387601.8	387601.8	Thỏa mãn
F55	16634	217	849.4	21289.8	3137.5	39219.1	21289.8	Thỏa mãn
F54	16001	198	833.3	17819.4	3137.5	31375.3	17819.4	Thỏa mãn
F44	12361	162	833.3	14967.0	3137.5	25100.2	14967.0	Thỏa mãn
F34	11931	147	817.2	12018.0	3137.5	18825.2	12018.0	Thỏa mãn
F24	5091	63	801.1	9133.4	3137.5	12550.1	9133.4	Thỏa mãn
F23	4530	70	801.1	7146.6	3137.5	9412.6	7146.6	Thỏa mãn
F22	3092	115	801.1	5159.8	3137.5	6275.1	5159.8	Thỏa mãn

Bảng tổng hợp độ lún theo phương pháp Brom

Kí hiệu	$G_{pile}$ (KN)	$G_{soil}$ (KN)	N (KN)	$P_{gl}$ (KN)	$S_1$ (cm)	$S'$ (cm)	S (cm)
F77	59932.2	26324	163596	173.6	2.243	4.668	6.912
F55	3757.4	1670.4	18776.3	100	1.311	1.898	3.208
F54	3005.9	1336.4	17858.5	102.6	1.45	1.84	3.29
F44	2404.7	1069.1	14196.9	88	1.323	1.615	2.937
F34	1803.6	801.8	13551.5	91.2	1.481	1.598	3.078
F24	1202.4	534.5	7119.8	52.4	0.776	0.82	1.596
F23	901.8	400.9	6060	48.4	0.888	0.758	1.646
F22	601.2	267.3	3697.6	32.3	1.152	0.405	1.557

Bảng tổng hợp độ lún Từ phần mềm Etabs

Kí hiệu	$G_{pile}$ (KN)	$G_{soil}$ (KN)	N (KN)	$P_{gl}$ (KN)	$S_1$ (cm)	$S'$ (cm)	S (cm)
F77	59932.2	26324	163596	173.6	2.243	4.112	6.355
F55	3757.4	1670.4	18776.3	100	1.311	2.157	3.468
F54	3005.9	1336.4	17858.5	102.6	1.45	2.018	3.468
F44	2404.7	1069.1	14196.9	88	1.323	1.808	3.131
F34	1803.6	801.8	13551.5	91.2	1.481	1.728	3.209
F24	1202.4	534.5	7119.8	52.4	0.776	0.892	1.668
F23	901.8	400.9	6060	48.4	0.888	1.118	2.006
F22	601.2	267.3	3697.6	32.3	1.152	1.341	2.493

Ta nhận thấy có sự chênh lệch lớn giữa 2 bảng kết quả và điều đó có thể giải thích bởi sự phản ánh chưa đúng hệ số nền của nền đất

#### 4. Đánh giá kết quả

Kết quả tính toán ở trên cho thấy về cơ bản các phương pháp tính toán ở trên đã đưa ra và giải quyết được các vấn đề một cách tương đối, nhưng kết quả thu được từ các phương pháp vẫn chưa thể coi là hợp lý. Nguyên nhân chính là do tất cả các phương pháp trên vẫn chưa phản ánh đúng bản chất của nền đất.

## 5. Kiến nghị

Trong giai đoạn hiện nay nếu tiếp tục hoàn thiện lý thuyết kết hợp với thực nghiệm thì đề tài trên có thể áp dụng vào cho nhiều công trình xây dựng đặc biệt với các công trình vừa và cao tầng (từ 4-15 tầng) và hiệu quả kinh tế mà nó mang lại là rất lớn.

Hướng phát triển của đề tài :

Tiếp tục nghiên cứu mối liên hệ của ứng suất và biến dạng giữa nền đất bên dưới và bản đáy bên trên với Cọc Vữa Xi Măng Đất để từ đó phản ánh chính xác hơn nữa các tính chất cơ lý của nền đất.

Nghiên cứu sự làm việc chung cư Móng Bè Cọc để có thể đưa ra một mô hình hoàn chỉnh hơn trong việc tính toán sự phân chia nội lực cho bản đáy và cho cọc, từ đó đưa ra phương pháp tính toán biến dạng (Độ lún) cho Móng Hỗn Hợp – Móng Bè Cọc một cách chính xác hơn.

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Thiết kế và tính toán móng nông, Vũ Công Ngữ, Trường Đại Học Xây Dựng, 1998, ch.2.
- [2] TCXDVN 385 : 2006, Vụ Khoa học và Công nghệ Xây, Ban hành ngày 27/12/2006.
- [3] Foundation Analysis and Design , Fifth Edition, Joseph E. Bowles, P.E , S.E .
- [4] <http://www.tenox.com.jp/technology/tenocolumn..>
- [5] <http://www.cementtationfoundation.skanska.co.uk> .
- [6] <http://sciencelink.jp>.